Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 117/118 (1941)

Heft: 25

Artikel: Die neue Eisenbahnbrücke bei der Seestrassen-Unterführung in Zürich-Wollishofen

Autor: Stüssi, F.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-83573

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 08.08.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

INHALT: Die neue Eisenbahnbrücke bei der Seestrassen-Unterführung in Zürich-Wollishofen. — Sprengung eines Brückenpfeilers in Bern. — Wettbewerb für eine katholische Kirche in Meggen. — Mitteilungen: Vorrichtung zum Beobachten des Dampfraumes von Dampfkesseln. Tragpropeller. Elektrisch betriebene Pflüge. Dörranlage für Obst und Gemüse im Gaswerk Langenthal. Die Energieübertragung mit hochgespanntem Gleichstrom. Das Schloss Laufen am Rheinfall. — Nekrologe: Heinrich Korrodi, Dr. iur. J. L. Cagianut. — Wettbewerbe: Primar- und Sekundarschulhaus in Bulle. — Literatur. — Mitteilungen der Vereine. — Vortragskalender.

Band 118 Der S. I. A. ist für den Inhalt des redaktionellen Teils seiner Vereinsorgane nicht verantwortlich Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet Nr. 25

Die neue Eisenbahnbrücke bei der Seestrassen-Unterführung in Zürich-Wollishofen

Von Prof. Dr. F. STÜSSI, E. T. H. Zürich

Beschreibung des Stahlüberbaues

Das neue Verbindungsstück der ehemaligen Zellerstrasse mit der Seestrasse bei Wollishofen kreuzt die zweigeleisige Bahnlinie Zürich-Thalwil bei Km 6.224,91 unter einem Winkel von rd. 30°. Die Bahnlinie liegt hier in einer Kurve von 490 m Radius; der Radius der Strasse beträgt 200 m. Da die Strasse in ihrem tiefsten Punkt unter dem Grundwasserspiegel liegt, musste das ganze Bauwerk in einen gegen das Grundwasser abgedichteten Trog aus Eisenbeton gestellt werden[1]). Dabei stellte sich als Hauptanforderung an den Stahlbau diejenige einer minimalen Bauhöhe, um das Strassengefälle und die Strasseneinschnitte so klein wie möglich halten zu können (Abb. 1).

Das durchgehende Schotterbett wird von einem Eisenbetontrog aufgenommen, dessen Tragkonstruktion durch einbetonierte Querträger gebildet wird. Diese Querträger, als Breitflanschträger ausgebildet, bilden mit dem Beton und einer zusätzlichen Armierung in Längs- und Querrichtung zusammen eine stark schiefe, in den beiden Tragrichtungen ungleich steife Platte von 36 cm Stärke (Abb. 2 und 4). Die starke Schiefe erfordert einerseits eine verhältnismässig kräftige Längsarmierung, senkrecht zu den Querträgern, anderseits erlaubt sie in den dreieckförmigen Plattenenden eine beträchtliche Einsparung an Material und Bauhöhe gegenüber einfachen von Hauptträger zu Hauptträger quergespannten Balken. Die Querträger sind aus Baustahl St 44 ausgeführt bei hochwertigem Beton. Einzelne Querträger und damit die ganze Platte sind gleichzeitig Bestandteile der Halbrahmen der oben offenen Brücke; auch für die elastische Querstützung der oberen Gurtungen ist die Verbundwirkung der Platte wesentlich.

Die beiden Hauptträger sind genietete durchlaufende Blechträger über je drei Felder (Abb. 2 und 3). Die Hauptträger konnten dadurch, d. h. durch die Ausnützung der durch die gegenüber der Fahrbahn der Seestrasse erhöhten Gehwege zur Aufstellung von Zwischenstützen, so niedrig gehalten werden, dass sie noch unter den seitlich auskragenden Teilen des Lichtraumprofiles Platz fanden (Abb. 4). Bei Ausbildung der Hauptträger als einfache Balken von rd. 30 m Stützweite wäre dies nicht mehr möglich gewesen und die Querspannweite und damit die Bauhöhe des Fahrbahntroges wären wesentlich grösser geworden. Die Ausbildung der Hauptträger als durchlaufende Balken brachte noch weiter den wesentlichen Vorteil, dass die bei schiefen Brücken auftretenden Verwindungen hier sehr klein bleiben. Die Anordnung von je zwei Zwischenstützen erschien hier gerechtfertigt, da ja der ganze Ueberbau auf einem einzigen zusammenhängenden Gründungskörper ruht und daher ungleichmässige Stützensenkungen nicht zu befürchten sind. Auch waren die Zwischenstützen wegen der erhöhten Lage der Gehwege allfälligen Stössen anfahrender Fahrzeuge entzogen und behindern auch den Strassenverkehr nicht (Abb. 1). Um die bei den vorliegenden kurzen Endfeldern auftretenden negativen Auflagerdrücke bei den Endauflagern möglichst klein zu halten, sind die Hauptträger mit nach den Enden zu abnehmender Höhe, also mit geringerer Steifigkeit der Seitenfelder ausgebildet. Die Hauptträger sind im Grundriss stetig gekrümmt (Abb. 5 und 7); durch diese Anpassung an die Geleisekrümmung konnten bei gleichbleibenden Lichtraumverhältnissen weitere 23 cm an Brückenbreite eingespart werden. Ausserdem ergaben sich dabei wesentliche konstruktive Vereinfachungen gegenüber polygonaler Anordnung dadurch, dass die Anschlüsse der Querträger an die Hauptträger gleichartig und nicht mit veränderlichen schiefen Winkeln ausgeführt werden konnten.

Die beiden Hauptträger sind entsprechend dem verfügbaren Platz verschieden hoch ausgebildet; die grössere Höhe des äusseren Hauptträgers ist auch durch die statischen Verhältnisse notwendig, da dieser infolge des Krümmungseinflusses sowie infolge ungleicher Anteile von ständiger und Verkehrslast und aus Fliehkraft eine grössere Belastung aufzunehmen hat als der innere Hauptträger (Abb. 4).

[1]) Wie in Nr. 24 der SBZ eingehend beschrieben. Red.

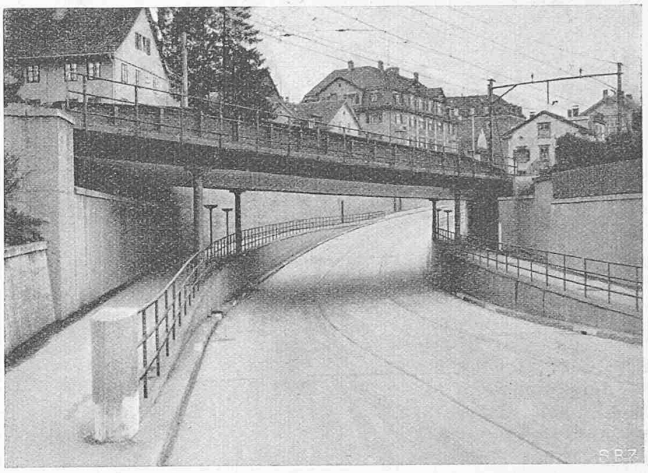

Abb. 1. Ansicht stadtwärts der Unterführung Wollishofen

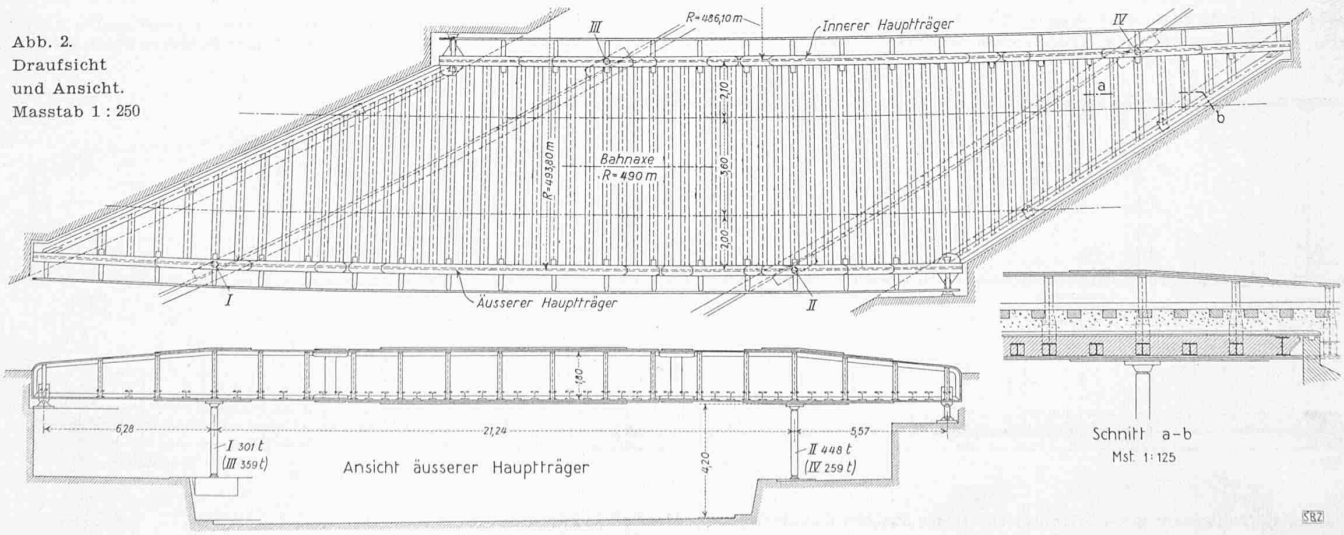

Abb. 2. Draufsicht und Ansicht. Masstab 1 : 250

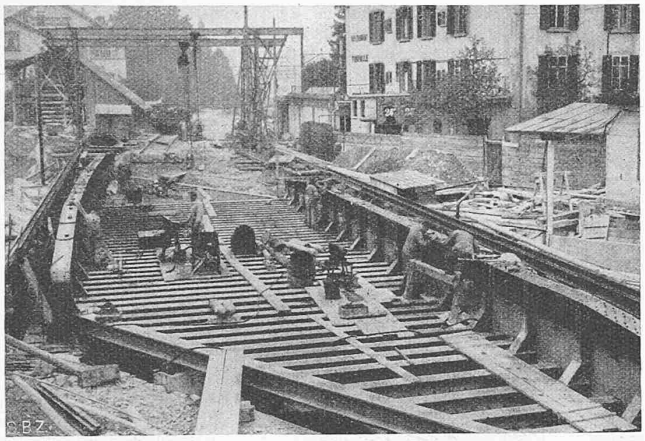

Abb. 5. Eisenkonstruktion des Fahrbahntroges (11. XI. 38)

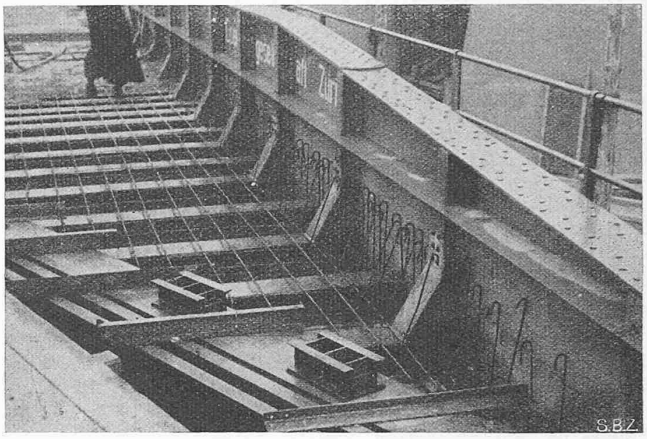

Abb. 6. Armierung des Fahrbahntroges. — Masstab 1 : 60

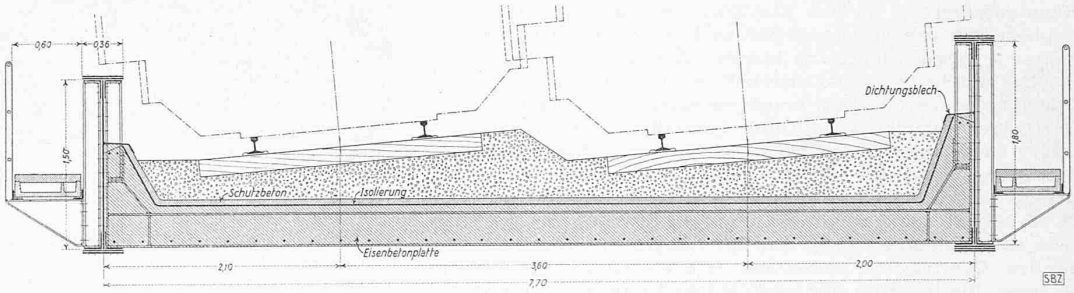

Abb. 4. Querschnitt des Fahrbahntroges mit Lichtraumprofil, stadtauswärts gesehen. — Masstab 1 : 60

Vergleichrechnungen über die wirtschaftlichste Stahlart führten für die Hauptträger zur Wahl von Baustahl St 44, wobei die Querschnitte von Gurtwinkeln und Lamellen in für die Materialbeschaffung günstigen Grenzen gehalten werden konnten. Die Hauptträgeraussteifungen und die zugehörigen konsolartigen Verbindungen mit den Querträgern wurden dagegen in normalem Baustahl St 37 ausgeführt, einmal, weil bei diesen Elementen in erster Linie die Steifigkeit, weniger die Festgkeit massgebend ist, und dann auch um hier allfällig vorhandene Lagermaterialien verwenden zu können. Diese verhältnismässig schwach beanspruchten Aussteifungs- und Verbindungselemente sind an sich durch elektrische Schweissung hergestellt und mit den Hauptträgern durch Nietung verbunden.

Die Innenstützen, die bei verhältnismässig kleiner Knicklänge grosse Kräfte (vgl. Abb. 2) zu übertragen haben, sind als volle Stützen mit kreisrundem Querschnitt von 25 cm Durchmesser aus SM-Stahl erstellt. Die Kopf- und Fussgelenke bestehen aus hochwertigem Stahlguss und gewährleisten eine räumliche Pendelwirkung. Die Verteilung der Auflagerdrücke auf die Widerlager erfolgt durch besondere Verteilträger. Die Pendelstützen sind so bemessen, dass auch eine gewisse Sicherheitsreserve (Horizontalkraft von 18 t in Stützenmitte) mit Rücksicht auf anfahrende Fahrzeuge bei Unglücksfällen vorhanden ist. Die Endauflager haben Zug- und Druckkräfte aufzunehmen; sie sind deshalb als Bolzengelenke ausgebildet, wobei die festen Lager je einen, die beweglichen je zwei Bolzen erhalten (Abb. 8). Die wagrechten Fliehkräfte und Windlasten werden durch besondere wagrechte Lager aufgenommen. Durch die starke Schiefe des Grundrisses wurden die Endquerträger verhältnismässig lang. Um auch hier mit der Bauhöhe des Fahrbahntroges auszukommen, wurden sie in zwei Zwischenpunkten durch einfache Gleitlager unterstützt. Die Durchbiegung dieser Endquerträger musste auch klein gehalten werden mit Rücksicht auf die Schleppkonstruktion.

Die Gehwege liegen auf Konsolen ausserhalb der Hauptträger. Sie sind mit U-förmigen Eisenbetonkörpern mit Deckeln abgedeckt; in diesen Hohlräumen konnten die Kabelleitungen durchgeführt werden. Die Aussenflächen der Geländerpfosten sind stetig in den untern Flansch der Konsolen übergeführt.

Das Stahlgewicht des ganzen Ueberbaues beträgt 128 t. Die Bearbeitung des Entwurfes war dem Berichterstatter anvertraut (Mitarbeiter Dipl. Ing. Ernst Amstutz); die Ausführung besorgte die Eisenbaugesellschaft Zürich.

Statische Besonderheiten

Den aus Pfosten und Querträgern gebildeten Halbrahmen, die die stetig gekrümmten Hauptträger verbinden, fällt die Aufgabe zu, die Ablenkungsmomente aus der Hauptträgerkrümmung in zusätzliche Belastungen, bezw. Entlastungen

$$\Delta K = \pm \frac{\Delta x}{r} \cdot \frac{M_a + M_i}{b}$$

umzusetzen[2]). In diesen Momenten M_a und M_i müsste genau ge-

[2]) *F. Stüssi*, Zur Berechnung von Stahlbrücken mit gekrümmten Hauptträgern. Denkschrift der E. T. H. zum 100 jährigen Bestehen des S. I. A. 1937.

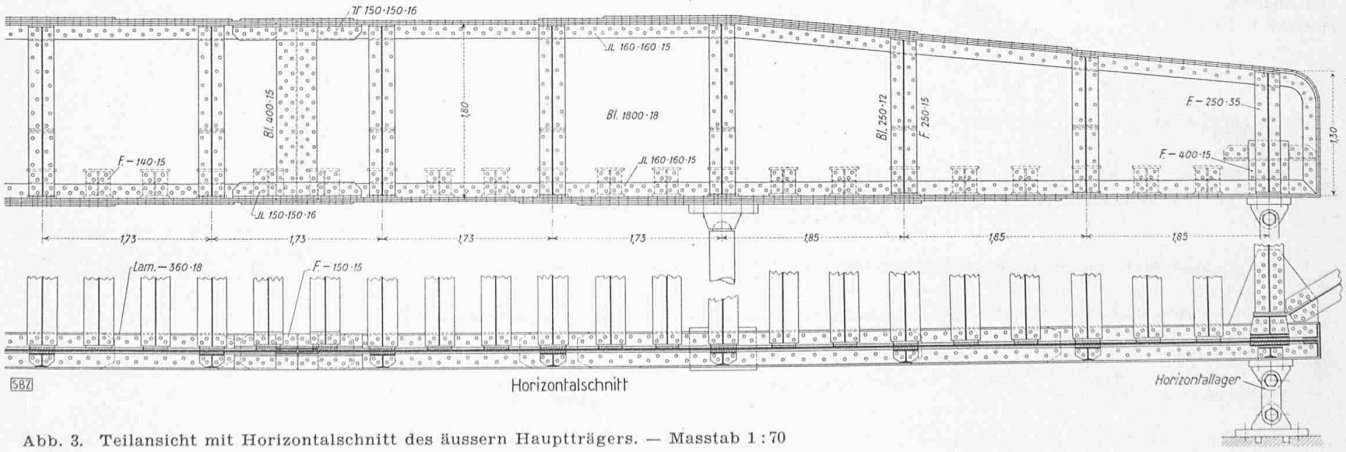

Abb. 3. Teilansicht mit Horizontalschnitt des äussern Hauptträgers. — Masstab 1 : 70

nommen der Einfluss der Zusatzlasten ΔK aus Krümmung berücksichtigt werden, sodass die Hauptträgermomente durch ein gemeinsames Gleichungssystem bestimmt werden müssten. Auch die vier überzähligen Grössen (Stützenmomente) der beiden Hauptträger müssten dabei in einem einzigen System viergliedriger Elastizitätsbedingungen bestimmt werden. Da aber beim vorliegenden grossen Krümmungsradius von im Mittel 490 m und bei dem günstigen Einfluss positiver und negativer Momente (Abb. 9) beim durchlaufenden Balken der Krümmungseinfluss auf die Hauptträgermomente gering ist (nur etwa 1 %) konnten mit genügender Genauigkeit die Zusatzlasten ΔK aus den Momenten für gedachte gerade Balken bestimmt werden, wodurch die Berechnung der beiden Hauptträger und ihrer Ueberzähligen unabhängig voneinander durchgeführt werden konnte. Die Krümmung der Hauptträger äussert sich nicht nur in den Zusatzlasten ΔK, sondern sie erzeugt auch Flanschbiegungsmomente, da die Torsionsmomente infolge der stetigen Ablenkungen der Hauptträgerbiegungsmomente sich in Schubtorsionsanteile und Flanschquerkräfte aufteilen[3]). Auch hier ist der Einfluss auf die grössten Beanspruchungen mit rd. 1,5 % verhältnismässig gering.

Die Stützensenkungen konnten zunächst wegen der vorläufig unbekannten Verformbarkeit des Eisenbetontroges rechnerisch nicht genau berücksichtigt werden. Ihr Einfluss wurde jedoch abgeschätzt und für die Feldmomente eine grössere Reserve zwischen M_{zul} und M_{vorh} eingeführt. (Abb. 9).

Bei der Fahrbahnplatte mussten die Beanspruchungen möglichst genau ermittelt werden, um unter voller Ausnützung der zulässigen Beanspruchungen eine minimale Bauhöhe zu erreichen. An Besonderheiten der Plattenberechnung waren dabei die verschiedene Steifigkeit in den beiden Tragrichtungen und die Wirkungen der dreieckförmigen Endzwickel infolge der Schiefe besonders zu beachten. Die Berechnung dieser Platte wurde durch Aufspalten der Differentialgleichung der Plattenbiegung in zwei Teilgleichungen:

$$\frac{d^2\xi}{dx^2} + \frac{d^2\xi}{dy^2} = -\frac{M}{N} \quad \text{(2. elastische Haut)}$$

$$\text{und} \quad \frac{d^2 M}{dx^2} + \frac{d^2 M}{dy^2} = -p \quad \text{(1. elastische Haut)}$$

und Ersatz dieser Differentialgleichungen für die beiden elastischen Gewebe durch Systeme von Differenzengleichungen nach Marcus[4]) durchgeführt. Dabei wurde ein Netz mit 24 Punkten gewählt, wobei für jedes der beiden Gewebe entsprechend den auftretenden 24 Unbekannten 24 Gleichungen aufzulösen waren. Um den Rechnungsaufwand etwas zu vermindern, wurde durch Belastungsversuche an einem einfachen Tragmodell die wahrscheinlich ungünstigste Laststellung (Abb. 10) zu ermitteln versucht, sodass die Durchrechnung der Platte sich auf die Untersuchung einer ungünstigsten Verkehrslaststellung beschränken konnte. Für die Untersuchung der Plattenzwickel, in denen das

[3]) *F. Stüssi*, Der Kreisträger mit I-Querschnitt. SBZ Bd. 111, Heft 14.
[4]) *H. Marcus:* Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten. 2. Aufl. 1. Band, Berlin 1932.

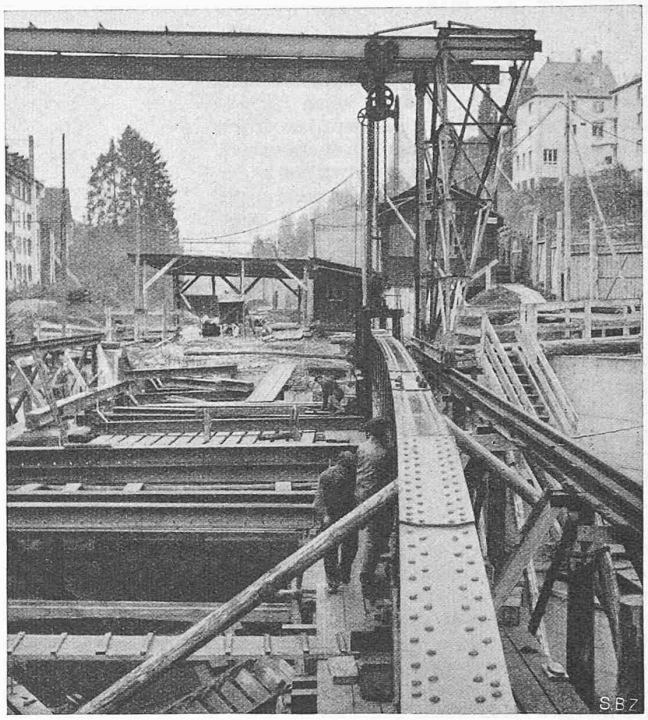

Abb. 7. Aeusserer gekrümmter Hauptträger in Montage (27. Okt1. 938)

Kräftespiel nicht leicht zu überblicken war, wurde die Rechnung mit einer engeren Netzteilung wiederholt, wobei die Randwerte beim Uebergang zum normalen Mittelteil aus der ersten Rechnung übernommen wurden. Aus Verkehrslast ergab sich das grösste Quermoment im mittleren Plattenteil zu 29,5 mt/m, während in einem Balkenstreifen von der Breite des kleinsten Achsabstandes der Lokomotive sich ein Moment von 42,2 mt/m ergeben hätte. Der erhebliche Rechnungsaufwand war also berechtigt. Der Spannungsnachweis berücksichtigte ausser der Verkehrslast noch die Wirkungen aus ständiger Last, horizontaler Pfostenbelastung aus Gurtkraftablenkung und Steifigkeitsvorschrift (Art. 68 der Verordnung 1935) und Schwinden. Obere und untere Längsarmierung (Abb. 6) sind mit Rücksicht auf die Zusatzmomente aus Hauptträgerdurchbiegung und die Zusatzspannungen aus der Verbundwirkung der Platte mit den Hauptträgern reichlich bemessen.

Belastungsprobe

Die Belastungsprobe wurde in den Nächten vom 1./2. und 2./3. Februar 1939 unter Leitung von Dipl. Ing. E. Münster, Sektionschef für Brückenbau SBB, durch die Bauabteilung des

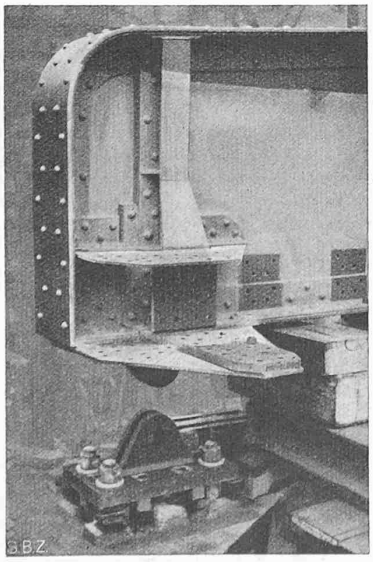

Abb. 8. Trägerende mit Pendellager und Endträgeranschluss

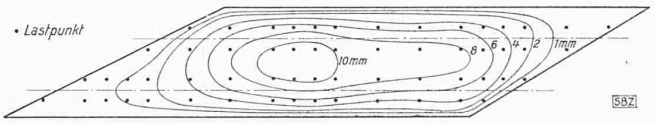

Abb. 10. Elastische Fläche der Fahrbahnplatte ohne Randeinsenkung Grundriss 1 : 500

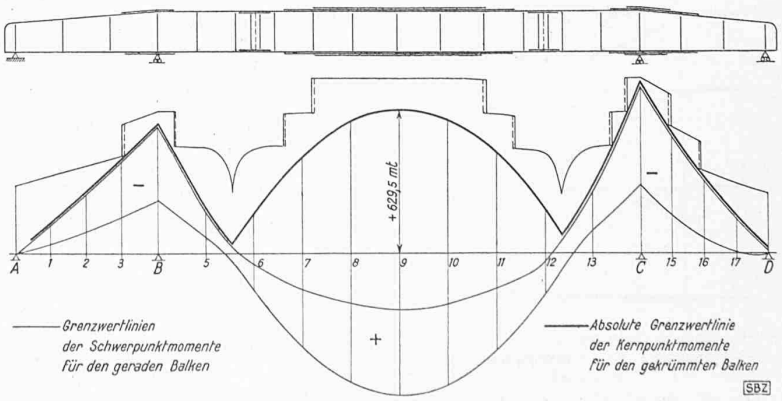

Abb. 9. Momente und Lamellenverteilung für den äussern Hauptträger (Längen 1 : 300)

Kreises III der SBB durchgeführt. Die Messungen erstreckten sich auf die Durchbiegungen und Spannungen der Hauptträger, die Durchbiegungen der Fahrbahnplatte und die Spannungen einer Pendelsäule. Die Messergebnisse wurden durch umfangreiche Nachrechnungen ausgewertet, wobei besonders die Verbundwirkung der Fahrbahnplatte mit den Hauptträgern, die Nachgiebigkeit der Stützen und ihre Auswirkungen auf die Hauptträger und die Durchbiegungsfläche der Platte eingehend verfolgt werden konnte.

Aus der Spannungsverteilung im Hauptträger ergibt sich eine Beurteilung der *Verbundwirkung* zwischen Fahrbahnplatte und Hauptträger. Bei Annahme voll mitwirkender Plattenbreite ergab sich Uebereinstimmung zwischen Messung und Rechnung für die Wertigkeitszahl $n = E_e : E_b = 8$, trotzdem der Beton hauptsächlich in der Zugzone liegt. Bei ungleicher Belastung der beiden Hauptträger sind Abweichungen gegenüber der Spannungsberechnung unabhängiger (und durch Verbundwirkung verstärkter) Hauptträger festzustellen, die darauf zurückzuführen sind, dass die Hauptträger und die Fahrbahnplatte als Scheibenwerk mit U-förmigem Querschnitt wirken und die Hauptträgerspannungen sich also gegenseitig beeinflussen (Abb. 11). Bei der Bemessung der Hauptträger durfte die Verbundwirkung mit Beton in der Zugzone selbstverständlich nicht berücksichtigt werden, da ja an einzelnen Stellen mit Rissbildung im Beton gerechnet werden muss. Dagegen zeigen diese Ergebnisse, dass bei der Berechnung der Formänderungen die Verbundwirkung auch mit Beton auf Zug zu berücksichtigen ist.

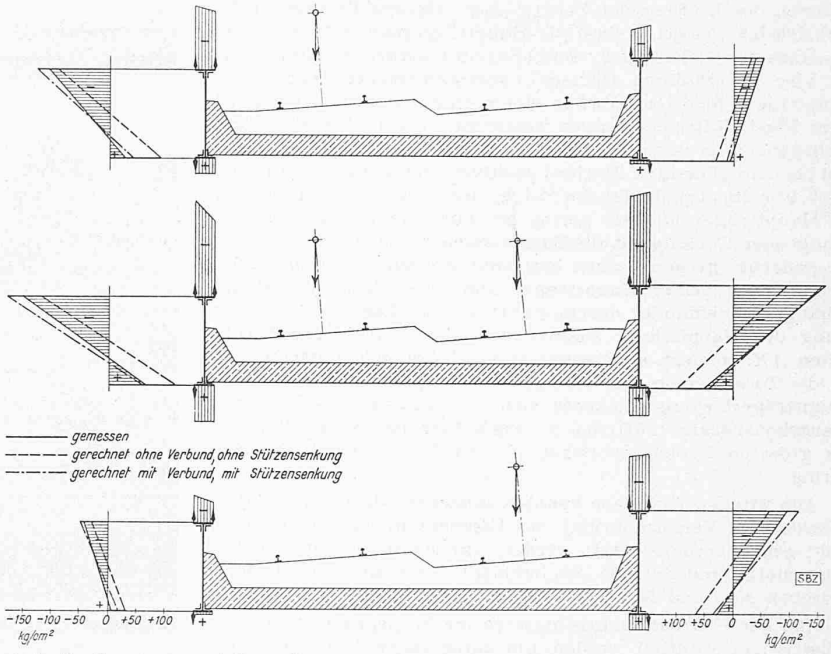

Abb. 11. Spannungsverteilung für verschiedene Lastanordnungen

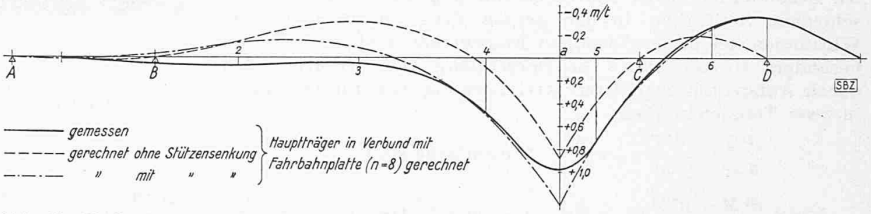

Abb. 13. Einflusslinie für das Moment im Schnitt a des äussern Hauptträgers (Längen 1:300)

Sowohl in den Durchbiegungsmessungen wie auch in den Spannungsmessungen (Grösse der innern Momente) zeigt sich ein deutlicher Einfluss von *Stützensenkungen*. So werden die Einflusslinienordinaten über den Stützen nicht zu Null (Abb. 12). Eine Nachrechnung ergab gute Uebereinstimmung mit den Messungen, wenn für die Senkung der Endauflager der Wert von 0,004 cm/t und für die Innenstützen 0,002 cm/t eingeführt wurde. Diese Senkungsmasse mussten durch Probieren bestimmt werden. Durch diese beiden Zahlen ist das elastische Verhalten des komplizierten Gründungskörpers und sein Zusammenwirken mit dem Stahlüberbau nur unvollkommen erfassbar. Die noch vorhandenen Abweichungen zwischen Messung und Rechnung (Abb. 13) sind daher verständlich. Die Berücksichtigung der aus der Belastungsprobe ermittelten Einsenkungsmasse führte auf vergrösserte Feldmomente des Hauptträgers, die eine maximale Obergurtdruckspannung von 1,19 t/cm² gegenüber einer zulässigen Knickspannung von 1,10 t/cm² ergab. Die bei der Bemessung eingeführte Reserve zwischen vorhandenen und zulässigen Momenten erwies sich damit als richtig.

Für die *Plattenberechnung* spielt nach den Ergebnissen der Belastungsprobe (Abb. 14) die Randeinsenkung, d. h. die Hauptträgerdurchbiegung eine ziemlich bedeutende Rolle. Es zeigte sich bei der Untersuchung, dass die elastische Fläche infolge der Hauptträgerdurchbiegung nahezu eine Regelfläche ist, die durch eine zur Brückenaxe senkrechte auf den verformten Hauptträgern gleitende Gerade erzeugt werden kann. Die Längsmomente können am Plattenrand entsprechend den Steifigkeitsverhältnissen als Anteil der Hauptträgermomente bestimmt und über die Brückenbreite linear interpoliert werden. Der Einfluss der Hauptträgerdurchbiegung auf die Quermomente ist verschwindend klein, aber von erheblichem Einfluss auf die Längsmomente.

Die Lösung der gestellten Bauaufgabe, die Ueberbrückung der Seestrassenunterführung durch eine zweigeleisige Bahnbrücke mit geringster Bauhöhe bei stark schiefem Grundriss und stetig gekrümmten Hauptträgern führte auf eine Reihe statischer und konstruktiver Probleme, zu deren Lösung ein für ähnliche Objekte gleicher Grössenordnung bisher ungewohnter Arbeitsauf-

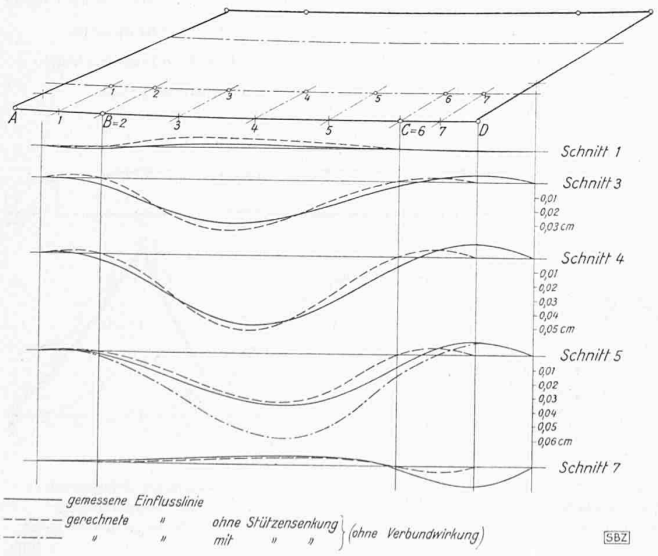

Abb. 12. Einflusslinien für die Durchbiegungen des äussern Hauptträgers (Längen 1 : 500)

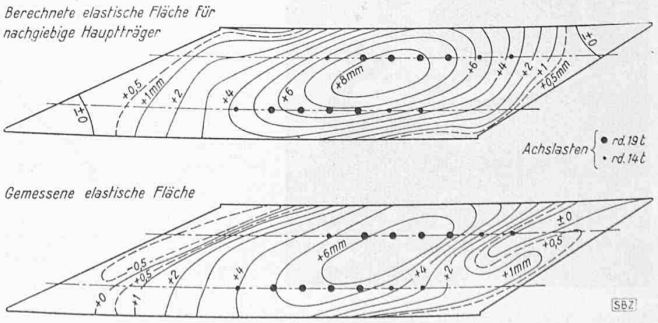

Abb. 14. Elastische Flächen für Belastung durch zwei Lokomotiven

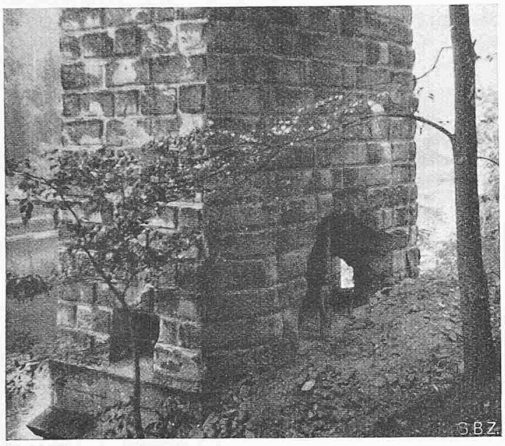

Abb. 2. Stollen und Höhlung im Pfeilerfuss

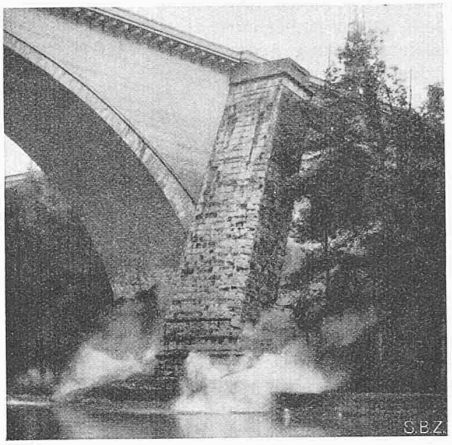

Abb. 3. Augenblick der Sprengung

Abb. 4. Das exakte Ergebnis

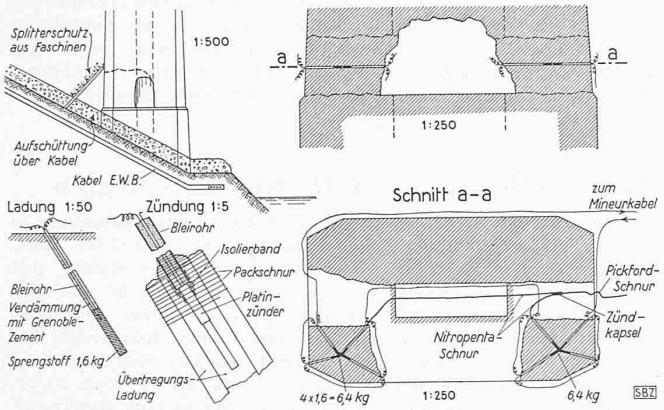

Abb. 1. Vorbereitung der Pfeiler-Sprengung in Bern

wand erforderlich war. Je mehr jedoch die flüssige Linienführung der Verkehrswege massgebend wird, umso häufiger werden, besonders bei beschränkten Raumverhältnissen, wie sie in städtischen Baugebieten vorliegen, schiefe Brücken und Brücken mit gekrümmten Hauptträgern ausgeführt werden müssen. Aus diesen Gründen dürfte sich die vorstehende Beschreibung der bei der Brücke Zürich-Wollishofen gemachten Ueberlegungen und Erfahrungen rechtfertigen.

Sprengung eines Brückenpfeilers in Bern

Von J. BÄCHTOLD, Dipl. Ing. E. T. H., Bern

Die Beseitigung der alten Zufahrtslinie vom Wilerfeld nach dem Bahnhof Bern bildet den Abschluss der grosszügigen Arbeiten für die Verlegung dieser Linie. Unmittelbar nach Inbetriebnahme der neuen Zufahrt im Juli 1941 wurde mit dem Abbruch der alten Geleiseanlagen vom Bahnhof Bern her begonnen. Für den Abbau der über achtzigjährigen Aarebrücke (Rote Brücke) hatten sich schon vor der Offerteingabe die drei Firmen Hs. Kissling Eisenbau, Bern, Hs. Kästli, Bern-Wiler und C. Zschokke, Döttingen, zusammengeschlossen, um als Ergebnis gemeinsamer Studien der Generaldirektion der SBB einen technisch und finanziell richtigen Arbeitsvorgang unterbreiten zu können. Die Abbrucharbeiten wurden dann auch dieser Arbeitsgemeinschaft übertragen.

Vom bernseitigen Widerlager aus erfolgte die Zerlegung der Eisenkonstruktion mittels Schneidebrennern, Abbau und Aufladen auf Eisenbahnwagen mit Hilfe eines Derick-Kranes nach dem gleichen Vorgang bis zum rechten Widerlager. Der kühne Arbeitsvorgang, bei dem die Gitterkonstruktion im ungünstigsten Zustand rd. 60 m weit über den einen Zwischenpfeiler frei vorkragte, bildete wohl den interessantesten Teil der ganzen Arbeit.

Aber auch der Tiefbauer hatte nicht alltägliche Probleme zu lösen. Der Abtrag der hohen Zwischenpfeiler war ursprünglich innerhalb eines Schutzgerüstes vorgesehen. Mit Rücksicht auf die grossen militärischen Interessen an einem solchen Demonstrationsobjekt, machte ich der Bauleitung der SBB den Vorschlag den 29 m hohen linksufrigen Zwischenpfeiler der Brücke durch Sprengung umzulegen. Die heute bei den Kulturvölkern allgemein vorhandene Begeisterung für grosszügige Zerstörungen mit modernen Methoden wurde von den massgebenden Herren nicht ohne weiteres mitempfunden. Erst nachdem alle irgendwie interessierten Behörden, die uns auf alle bekannten und noch unbekannten Schwierigkeiten aufmerksam machten, begrüsst worden waren, wurde uns die, selbstverständlich von jeder Verantwortung unbeschwerte Bewilligung zur Sprengung erteilt.

Als Haupthindernisse mussten in Rechnung gezogen werden die unmittelbare Nähe der Lorrainestrassenbrücke (rd. 2 m Abstand), die Hochspannungskabel des E. W. B., die nur 70 cm unter der Erdoberfläche zwischen dem abzubrechenden Pfeiler und der Lorrainebrücke in der Fallinie des Hanges parallel zur Strassenbrücke verlaufen, und die direkt am Pfeiler vorbeifliessende Aare. Als sekundäre Gefahrenmomente waren die Nähe der Wohnhäuser und der neuen Bahnlinie zu bewerten. Die E. W. B.-Kabel verlangten eine Sprengung derart, dass der Pfeiler nicht einen halben Meter flussaufwärts aus der Brückenaxe stürzen konnte. Anderseits musste auch aus dem selben Grund ein Auseinanderreissen des Steinkolosses infolge der Explosion vermieden werden.

Der erste Ladungsentwurf, den ich mit Ing. E. Stettler, dem einzigen optimistischen Berater in dieser Sprengangelegenheit ausarbeitete, und der eine bergseitige Zertrümmerung von etwa 3/5 des Querschnittes am Pfeilerfuss vorsah, ergab eine Sprengladung von etwa 55 kg Gamsit A. Dies scheint im Verhältnis zur Masse des Pfeilers eine kleine Sprengstoffmenge zu sein und doch wollte ich die zu erwartende, die umliegenden Häuser gefährdende Verdichtungswelle und die starke Erschütterung des Pfeilers nicht riskieren. Heute, nach den Beobachtungen anlässlich der Teilsprengungen und der Schlusssprengung bin ich überzeugt, dass die Sprengladung von 55 kg den Pfeiler vor dem Fall auseinandergerissen hätte. Um zunächst die Art des Mauerwerks und damit den Materialkoeffizienten kennen zu lernen, trieben wir mit Hilfe von Teilsprengungen einen Stollen gegen die Mitte des Pfeilers vor (Abb. 1). Hierbei wurden für die Herzschüsse Ladungen bis $1^1/_2$ kg Gamsit verwendet. Die Erschütterungen des Pfeilers waren infolge dieser Sprengungen schon ganz erheblich und konnten z. B. auf der Eisenkonstruktion, die zu jener Zeit noch auf dem Pfeiler ruhte, deutlich verspürt werden. Ebenso lösten sich Mörtelteile aus den Mauerwerksfugen bis zu oberst am Pfeilerkopf. Diese Sondierung ergab, dass der ganze Pfeiler aus grossen Sandsteinquadern bestand mit einem Schacht von $1{,}4 \times 4$ m in der Mitte. Die Sprengwirkung war ziemlich schlecht, sodass mit einem Materialkoeffizienten von min. 5 gerechnet werden musste.

Als Ergebnis dieser Spreng- und Materialproben liess ich am Pfeilerfuss soviel ausbrechen, bis von der bergseitigen Querschnitthälfte nur noch zwei Eckpfeiler von je 5 m² Querschnitt übrig blieben, die unter der Last des Pfeilergewichtes eine Pressung von etwa 20 kg/cm² erhielten (Abb. 1 u. 2). Die Aufgabe hatte sich somit darauf beschränkt diese beiden Eckpfeiler zu sprengen. Zwei sternförmig geballte Ladungen von je 6,5 kg Gamsit A sollten dies bewerkstelligen. Eine doppelte Zündung (elektrisch und pyrotechnisch) musste ein Versagen ausschliessen. Jedes Bohrloch erhielt einen Platinzünder, sodass total acht solcher Glühzünder hintereinander in den elektr. Zündkreis eingeschaltet waren. Je ein zusätzlicher Strang Nitropentazündschnur für jede der beiden Ladungen bildete die einfache pyrotechnische Zündung. Ihre Enden wurden mit einer Zündkapsel verbunden, die auf